RELAZIONE GEOTECNICA

ALLEGATO A - CEDIMENTI INDOTTI DALLA LIQUEFAZIONE

Indice

1 Oggetto 4

2 Metodologia 4

3 Sismicità locale 6

4 Tettoia land-side 8

4.1 Caratteristiche della struttura 8

4.2 Caratteristiche del sottosuolo 9

4.3 Calcolo dei Cedimenti 11

5 Polo tecnologico 11

5.1 Caratteristiche delle strutture 11

5.2 Caratteristiche del sottosuolo 12

5.3 Calcolo dei Cedimenti 14

6 Riferimenti bibliografici 15

Indice delle figure

Figura 3.1 Ithaca catalogo delle faglie capaci. 6

Figura 3-2 – Modello di pericolosità sismica (INGV) della area di progetto. 7

Figura 3-3 – Disaggregazione della pericolosità sismica (INGV). 7

Figura 4-1 – Tettoia land-side 8

Figura 4-2 – Prova CPTU1 (2024): a) resistenza alla punta q_c, b) resistenza laterale f_s, c) indice di Robertson I_c, d) resistenza alla punta normalizzata q_{c1N} 10

Figura 4-3 – Curva di probabilità cumulata dei cedimenti da liquefazione per la tettoia land-side . 11

Figura 5-1 – Polo tecnologico 12

Figura 5-2 – Prova CPTU4 (2024): a) resistenza alla punta q_c, b) resistenza laterale f_s, c) indice di Robertson I_c, d) resistenza alla punta normalizzata q_{c1N} 13

Figura 5-3 – Curva di probabilità cumulata dei cedimenti da liquefazione per la centrale tecnologica 14

Figura 5-4 – Curva di probabilità cumulata dei cedimenti da liquefazione per la zona BHS 15

Indice delle tabelle

Tabella 2-1: Valori dei coefficienti 5

Tabella 3-1: Parametri di caratterizzazione sismica dell'area 8

Tabella 4-1 Parametri geometrici della struttura per il calcolo dei cedimenti. 9

Tabella 4-2 Correlazione tra la categoria di terreno e l'indice Ic (modificato da Robertson, 1990 e Robertson, 2009) 9

Tabella 4-3 Parametri per la caratterizzazione del sottosuolo. 10

Tabella 4-4 Cedimenti da liquefazione calcolati per la tettoia land-side. 11

Tabella 5-1 Parametri geometrici delle strutture per il calcolo dei cedimenti – Centrale tecnologica. 12

Tabella 5-2 Parametri geometrici delle strutture per il calcolo dei cedimenti – Zona BHS. 12

Tabella 5-3 Parametri per la caratterizzazione del sottosuolo. 13

Tabella 5-4 Cedimenti da liquefazione calcolati per la centrale tecnologica. 14

Tabella 5-5 Cedimenti da liquefazione calcolati per la zona BHS 14

1 Oggetto

Nella presente relazione si espongono le verifiche effettuate per determinare i cedimenti indotti dalla liquefazione sismica per le strutture poggiate su fondazioni dirette. Trattasi dei seguenti fabbricati:

- Tettoia Land-side
- Polo tecnologico costituito da due strutture: la centrale tecnologica e la zona BHS

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato con la metodologia semi-probabilistica di Bullock et al. (2018) che fornisce come risultato la curva di probabilità cumulata dei cedimenti aventi distribuzione log-normale e deviazione standard σ_{ln} pari a 0,67. Ai fini progettuali si ritiene opportuno fare riferimento al cedimento corrispondente al 84° percentile.

2 Metodologia

Nell'ultimo decennio sono stati compiuti diversi tentativi per produrre formule predittive con lo scopo di stimare la performance di edifici posti su terreni liquefacibili. Con questa finalità, la letteratura recente propone una varietà di relazioni che calcolano i cedimenti indotti su edifici dalla liquefazione in base alle principali caratteristiche del fenomeno, vale a dire input sismico, proprietà del sottosuolo e carico agente sulle fondazioni (Dashti e Bray, 2013; Karamitros et al., 2013b; Bray e Macedo, 2017; Bullock et al., 2018). La relazione più completa ed affidabile è la formula probabilistica semi-empirica derivata su base fisica proposta da Bullock et al. (2018).

Il metodo, calibrato con i risultati di uno studio parametrico numerico 3D completamente accoppiato e validato con un *database* di osservazioni sul campo ed esperimenti in centrifuga, consente di stimare il cedimento medio atteso della fondazione per un dato insieme di parametri di input.

Il metodo è stato applicato alle fondazioni degli edifici in oggetto, calcolando i cedimenti con il foglio di calcolo fornito dagli autori (https://shidehdashti.com/geotech-links/).

Il cedimento indotto dalla liquefazione sismica è calcolato applicando la seguente equazione:

$$ln(\bar{S})_{num} = f_{so} + f_{fnd} + f_{st} + s_0 ln(CAV) \qquad [1]$$

dove $ln(\bar{S})_{num}$ è il logaritmo naturale della media dei cedimenti in fondazione stimati numericamente, f_{so}, f_{fnd} e f_{st} sono rispettivamente le funzioni che tengono conto delle caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo, della fondazione e della struttura analizzata. La velocità assoluta cumulativa (CAV) è calcolata implementando l'equazione proposta da Bullock et al. (2017).

In particolare, la funzione f_{so}, che tiene conto delle caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo, è calcolata applicando la seguente equazione:

$$f_{so} = \left[\sum_i H\left(H_{S,i} - 1 + \varepsilon\right) f_{S,i} f_{H,i}\right] + [c_0 + c_1 ln(CAV)] F_{LPC} \qquad [2]$$

dove

$$f_{S,i(SPT)} = \begin{cases} a_0\,, \quad N_{1,60,i} < 12.6 \\ a_0 + a_{1,SPT}\left(N_{1,60,i} - 12.6\right), \quad 12.6 \le N_{1,60,i} < 17.2 \\ a_0 + 4.6\, a_{1,SPT}\,, \quad 17.2 \le N_{1,60,i} \end{cases} \qquad [3]$$

oppure

$$f_{S,i(CPT)} = \begin{cases} a_0\,, \quad q_{c1N,i} < 112.4 \\ a_0 + a_{1,CPT}\left(q_{c1N,i} - 112.4\right), \quad 112.4 \le q_{c1N,i} < 140.2 \\ a_0 + 27.8\, a_{1,CPT}\,, \quad 140.2 \le q_{c1N,i} \end{cases} \qquad [4]$$

con

$$f_{H,i} = b_0 H_{S,i} exp\left[b_1\left(D_{S,i}\right)^2 - 4\right] \qquad [5]$$

La funzione f_{fnd}, che tiene conto delle caratteristiche geometriche della fondazione, del suo piano di posta e del carico q, è calcolata applicando la seguente equazione:

$$f_{fnd} = f_q + f_{B,L} \qquad [6]$$

dove

$$f_q = \{d_0 + d_1 ln[min(CAV, 1000)]\} ln(q) \times exp\{d_2 min[0, B - max(D_{S,1}, 2)]\} \qquad [7]$$

e con

$$f_{B,L} = \{e_0 + e_1 ln[max(CAV, 1500)]\} \times [ln(B)]^2 + e_2(L/B) + e_3 D_f \qquad [8]$$

La funzione f_{st}, che tiene conto delle caratteristiche della struttura è calcolata applicando la seguente equazione:

$$f_{st} = \{f_0 + f_1 ln[min(CAV, 1000)]\} h_{eff}^2 + f_2 \min\left[(M_{st}/10^6), 1\right] \qquad [9]$$

dove M_{st} è la massa della struttura.

In Tabella 2-1sono riportati i valori dei coefficienti precedentemente citati.

Tabella 2-1: Valori dei coefficienti

coefficiente	valore	coefficiente	valore
a0	1	e0	-0.8727
a1	-0.036	e1	0.1137
b0	0.3026	e2	-0.0947
b1	-0.0205	e3	-0.2148
c0	1.3558	f0	-0.0137
c1	-0.134	f1	0.0021
d0	-1.3446	f2	0.1703
d1	0.2303	s1	0.4973
d2	0.4189		

3 Sismicità locale

Dal catalogo Ithaca delle faglie capaci, individuate in prossimità dell'area oggetto dello studio, sono state evidenziate le faglie di Zinnavo e di Nicastro a nord, e la faglia di Maida a sud est (Figura 3.1).

Figura 3.1 Ithaca catalogo delle faglie capaci.

La faglia di Zinnavo ha codice 35208, una lunghezza di 2,8 Km, cinematismo normale con immersione verso sud e la sua capacità di generare fagliazione superficiale è suffragata dal fatto che disloca depositi pleistocenici ed olocenici.

La faglia di Nicastro ha codice 35800, una lunghezza di 26,5 Km, cinematismo obliquo sinistro con immersione verso sud e disloca depositi pleistocenici ed olocenici.

La faglia di Maida ha codice 35830, una lunghezza di 8,3 Km, cinematismo normale con immersione verso nord est e disloca depositi pleistocenici ed olocenici.

Si riportano di seguito i valori di pericolosità sismica secondo l'OPCM 3519 del 28 aprile 2006, All. 1b, nell'area in studio (Figura 3-2). Nella mappa della Figura 3-3 sono riportati i valori medi (con deviazione standard) corrispondenti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 475anni) della PGA (acronimo di Peak Ground Acceleration, ovvero accelerazione massima al suolo). Dalla stessa figura si evince una PGA compresa nel range 0.250–0.275. Dal grafico di disaggregazione si ottiene una magnitudo massima locale di 5.98 per una distanza di 8.6Km.

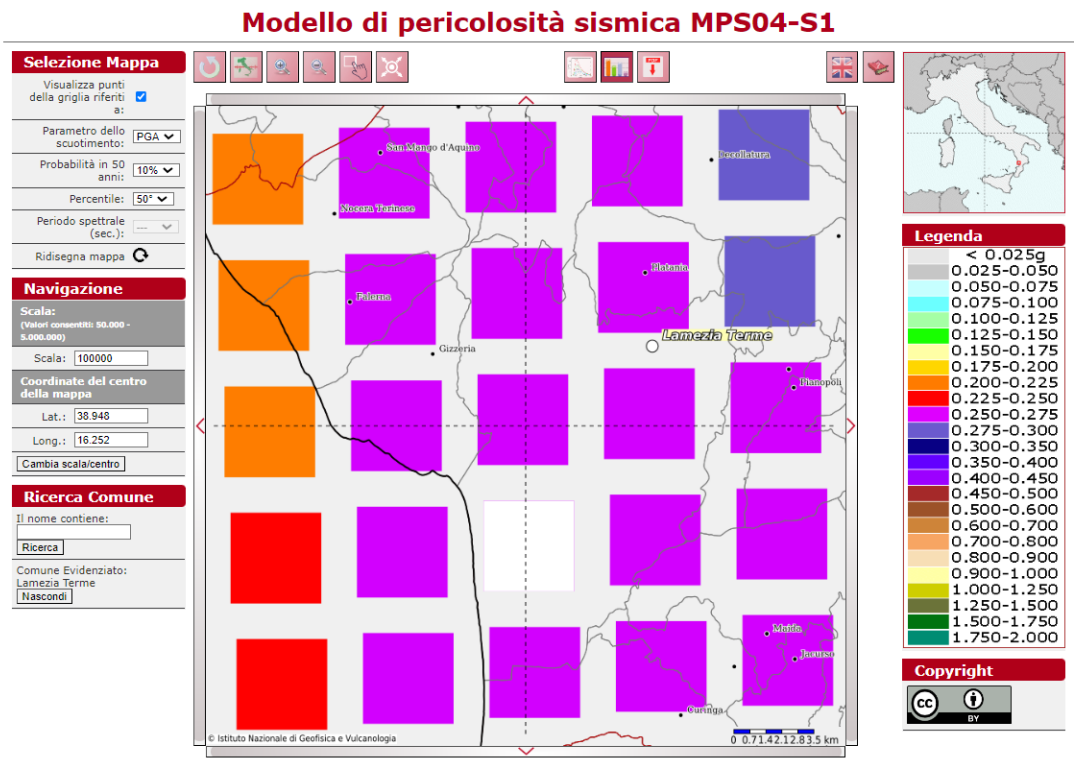
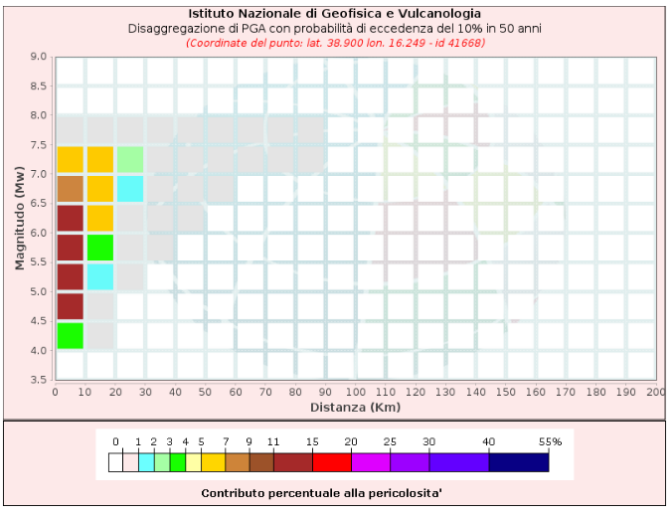


Figura 3-2 – Modello di pericolosità sismica (INGV) della area di progetto.



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 38.900 lon. 16.249 - id 41668)

Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	3.7900	12.2000	14.5000	14.2000	11.7000	8.2100	5.0300	0.7020	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	0.0042	0.3660	1.6400	3.4700	5.0300	5.6900	5.2000	0.9010	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0060	0.2770	0.9880	1.6100	2.0700	0.4380	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0032	0.1550	0.4120	0.7120	0.1760	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0090	0.0804	0.2290	0.0657	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0069	0.0765	0.0268	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0214	0.0112	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0038	0.0042	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0008	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.98	8.6	0.819

Figura 3-3 – Disaggregazione della pericolosità sismica (INGV).

Nel modello matematico di Bullock et al. (2018) per il calcolo dei cedimenti, il parametro di intensità simica è valutato mediante la velocità assoluta cumulativa (CAV), calcolata implementando l'equazione proposta da Bullock et al. (2017), in funzione della magnitudo di riferimento M_w, la distanza della sorgente sismogenetica R_{rup}, la profondità H, l'ambiente tettonico e del tipo di cinematismo.

In Tabella 3-1 sono riportati i parametri di input considerati per l'area oggetto di studio e il valore della velocità assoluta cumulativa (CAV) corrispondente.

Tabella 3-1: Parametri di caratterizzazione sismica dell'area

Earthquake Scenario Details	
Magnitude (M_W)	5.98
Distance to rupture (R_{rup}, km)	8.6
Focal depth (H, km)	20
Tectonic environment	Crustal
Rupture mechanism	Normal
Median value of cumulative absolute velocity, CAV (cm/s)	315.22

4 Tettoia land-side

4.1 Caratteristiche della struttura

La tettoia land-side è una struttura in acciaio che si estende su tutto il fronte strada dell'aeroporto per 280 m di lunghezza e 7 m di larghezza (Figura 4-1). La struttura è fondata su travi in C.A. di sezione 50cm x 100cm, poggiate alla profondità di 1 m dal piano campagna. L'interasse tra i pilastri è di circa 56 m longitudinalmente e 6 m trasversalmente. L'altezza della tettoia è di circa 4 m.

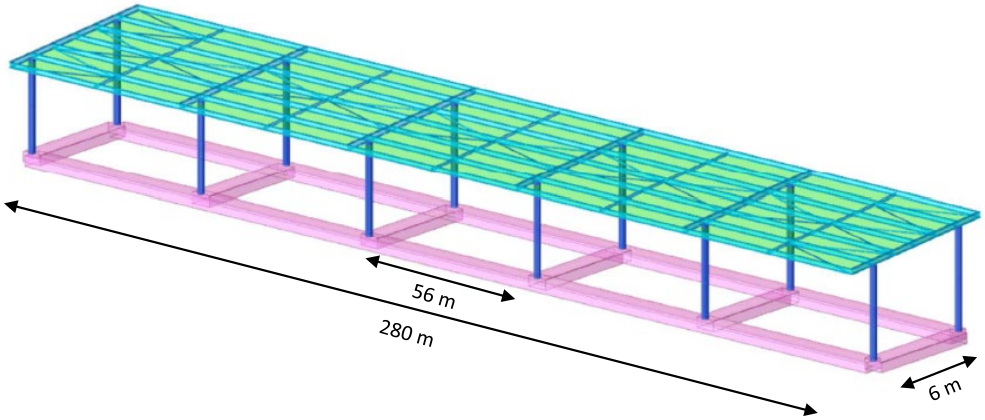


Figura 4-1 – Tettoia land-side

Ai fini dell'analisi dei cedimenti indotti dalla liquefazione, la struttura è stata modellata considerando una cella elementare composta da 4 pilastri con larghezza in pianta 7 m e lunghezza 56 m.

In Tabella 4-1 sono riportati i valori assegnati ai parametri geometrici della struttura introdotti nell'analisi.

Tabella 4-1 Parametri geometrici della struttura per il calcolo dei cedimenti.

Building and Foundation Details	
Foundation width, B (m)	7
Foundation length, L (m)	56
Foundation embedment depth, D_f (m)	1
Building height, h (m)	4

4.2 Caratteristiche del sottosuolo

Gli strati di terreni suscettibili alla liquefazione sono stati individuati mediante l'indice Ic (Robertson, 1990):

$$I_c = [(3.47 - logQ_n)^2 + (1.22 + logF)^2]^{0.5} \quad [10]$$

dove:

$$Q_n = [(q_c - \sigma_{V0})/P_a] \cdot [(P_a/\sigma'_{V0})]^m \quad [11]$$

$$F = [f_s/(q_c - \sigma_{V0})] \cdot 100\% \quad [12]$$

con P_a pressione atmosferica, σ_{V0} tensione litostatica totale, e σ'_{V0} tensione litostatica efficace.

Si ricorda che i terreni suscettibili a liquefazione presentano un valore di Ic compreso tra 1,31 e 2,6. (Tabella 4-2)

Tabella 4-2 Correlazione tra la categoria di terreno e l'indice Ic (modificato da Robertson, 1990 e Robertson, 2009).

Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	*Sensitive, fine grained*	N/A
2	*Organic soils – clay*	> 3.6
3	*Clays – silty clay to clay*	2.95 – 3.6
4	*Silt mixtures – clayey silt to silty clay*	2.60 – 2.95
5	*Sand mixtures – silty sand to sandy silt*	2.05 – 2.6
6	*Sands – clean sand to silty sand*	1.31 – 2.05
7	*Gravelly sand to dense sand*	< 1.31
8	*Very stiff sand to clayey sand**	N/A
9	*Very stiff, fine grained**	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

In corrispondenza della tettoia land-side è stata effettuata la prova CPTU1 (campagna d'indagini 2024). In Figura 4-2 sono riportati i profili della resistenza alla punta q_c, della resistenza laterale f_s, dell'indice I_c e della resistenza alla punta normalizzata q_{c1N}. Con riferimento all'intervallo di suscettibilità dell'indice Ic, sono stati individuati gli strati di terreno suscettibili evidenziati in Figura 4-2.

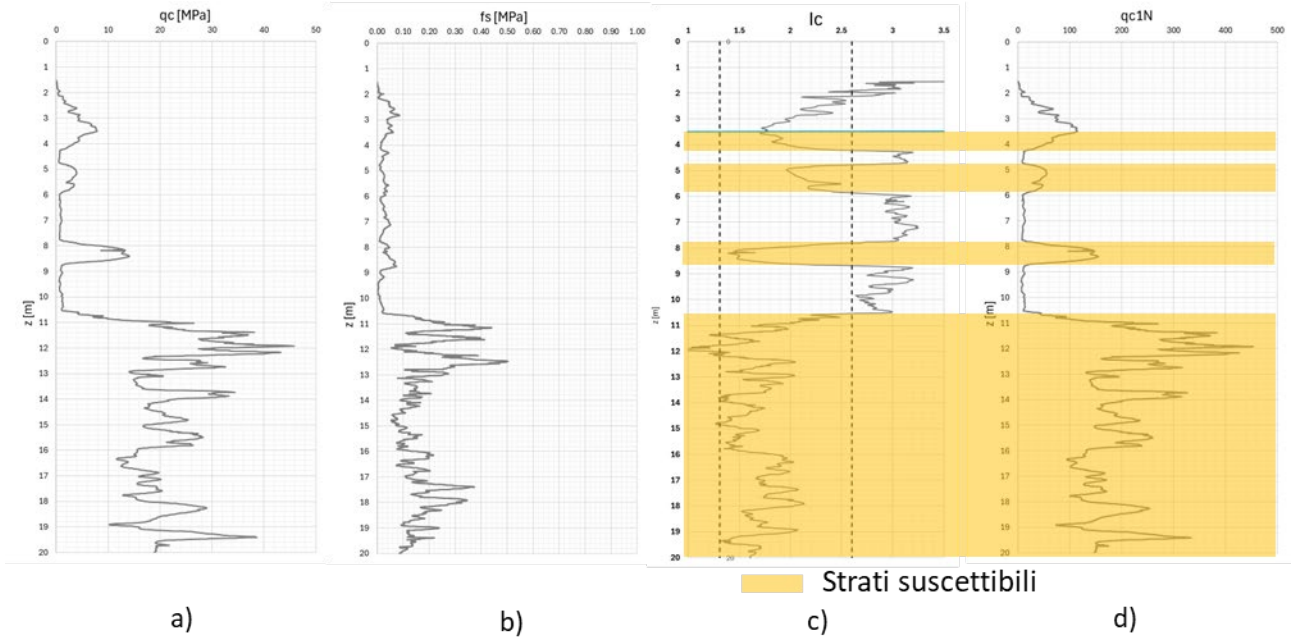


Figura 4-2 – Prova CPTU1 (2024): a) resistenza alla punta q_c, b) resistenza laterale f_s, c) indice di Robertson I_c, d) resistenza alla punta normalizzata q_{c1N}

Per ciascuno strato di terreno suscettibile è stato valutato lo spessore $H_{S,i}$, la profondità del centro dello strato rispetto alla base della fondazione $D_{S,i}$ e calcolato il valore medio di q_{c1N} dello strato. In Tabella 4-3 sono riportati i valori dei parametri per la caratterizzazione del sottosuolo ai fini del calcolo dei cedimenti della tettoia land-side.

Tabella 4-3 Parametri per la caratterizzazione del sottosuolo.

Soil Profile Details	
Low permeability cap present above top susceptible layer?	Yes
Non-susceptible crust thickness (m)	3.5
Maximum continuous thickness of susceptible material in top *B* (m)	9.5
Number of susceptible layers in top *B*	4
Number of non-susceptible layers in top *B*	3
Susceptible Layer Geometry and Density	
Soil profile testing method	CPT
qc1N of layer 1	66.1
Thickness of layer 1, $H_{S,1}$ (m)	1
Depth from bottom of foundation to center of layer 1, $D_{S,1}$ (m)	3
qc1N of layer 2	43.04
Thickness of layer 2, $H_{S,2}$ (m)	1.1
Depth from bottom of foundation to center of layer 2, $D_{S,2}$ (m)	4.3
qc1N of layer 3	105.89
Thickness of layer 3, $H_{S,3}$ (m)	1
Depth from bottom of foundation to center of layer 3, $D_{S,3}$ (m)	7.35
qc1N of layer 4	191.11
Thickness of layer 4, $H_{S,4}$ (m)	9.5
Depth from bottom of foundation to center of layer 4, $D_{S,4}$ (m)	14.25

4.3 Calcolo dei Cedimenti

I valori di cedimento ottenuti dall'analisi sono riportati in Tabella 4-4 e in Figura 4-3. Il valore corrispondente al 84° percentile è pari a 9,8 mm e risulta dunque perfettamente tollerabile dalla struttura.

Tabella 4-4 Cedimenti da liquefazione calcolati per la tettoia land-side.

16th percentile of settlement, S (mm)	2,54
Median value of settlement, S (mm)	4,99
84th percentile of settlement, S (mm)	9,80
Lognormal standard deviation for settlement, σ_{ln}	0,67

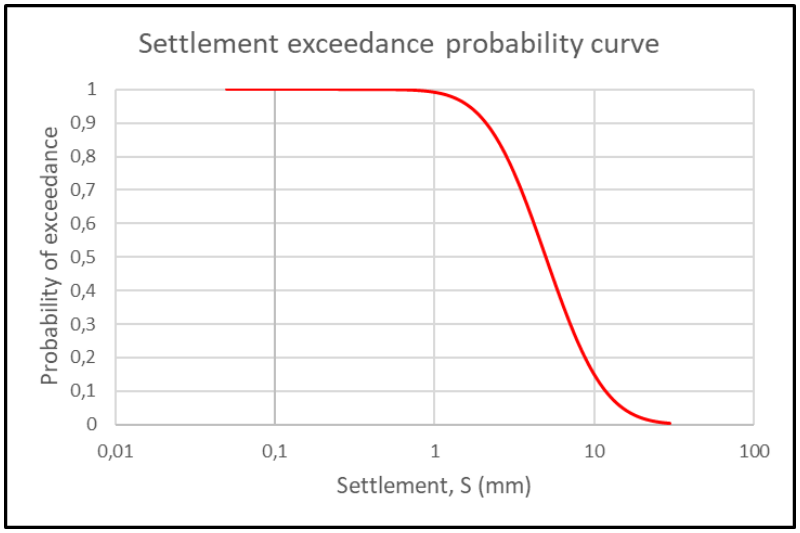


Figura 4-3 – Curva di probabilità cumulata dei cedimenti da liquefazione per la tettoia land-side

5 Polo tecnologico

5.1 Caratteristiche delle strutture

Il polo tecnologico si compone di 2 strutture principali che sono (Figura 5-1):

- la centrale tecnologica con struttura monopiano a telaio in cemento armato (blu) di 11 m di larghezza e 15 m di lunghezza;
- la zona BHS (verde) con struttura monopiano in carpenteria metallica di 30 m di larghezza e 40 m di lunghezza.

Entrambe le strutture sono fondate su platea di 40 cm di spessore.

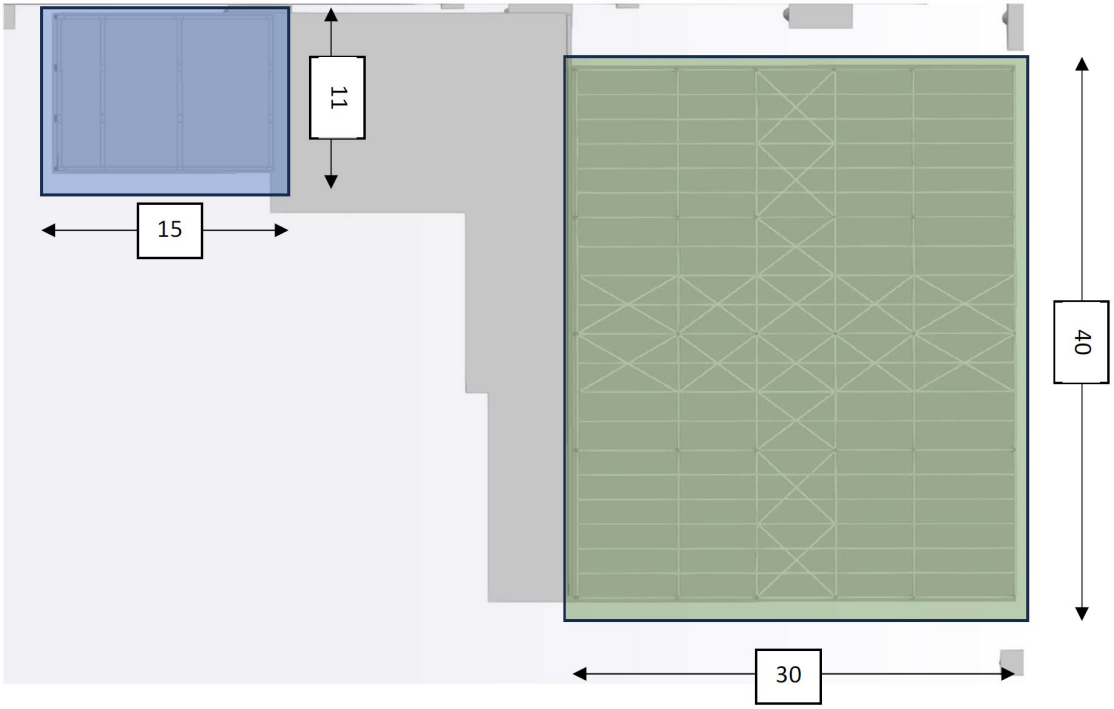


Figura 5-1 – Polo tecnologico

I valori assegnati ai parametri geometrici delle strutture introdotti nell'analisi sono riportati in Tabella 5-1 per il centro tecnologico e in Tabella 5-2 per la zona BHS.

Tabella 5-1 Parametri geometrici delle strutture per il calcolo dei cedimenti – Centrale tecnologica.

Foundation width, B (m)	11
Foundation length, L (m)	15
Foundation embedment depth, D_f (m)	1
Building height, h (m)	4

Tabella 5-2 Parametri geometrici delle strutture per il calcolo dei cedimenti – Zona BHS.

Foundation width, B (m)	30
Foundation length, L (m)	40
Foundation embedment depth, D_f (m)	1
Building height, h (m)	4

5.2 Caratteristiche del sottosuolo

Gli strati di terreni suscettibili alla liquefazione sono stati individuati mediante l'indice Ic (Robertson, 1990) calcolato seguendo le relazioni [10], [11] e [12].

In corrispondenza del polo tecnologico è stata effettuata la prova CPTU4 (campagna d'indagini 2024). In Figura 5-2 sono riportati i profili della resistenza alla punta q_c, della resistenza laterale f_s, dell'indice I_c e della resistenza alla punta normalizzata q_{c1N}. Con riferimento all'intervallo di suscettibilità dell'indice Ic, sono stati individuati gli strati di terreno suscettibili evidenziati in Figura 5-2.

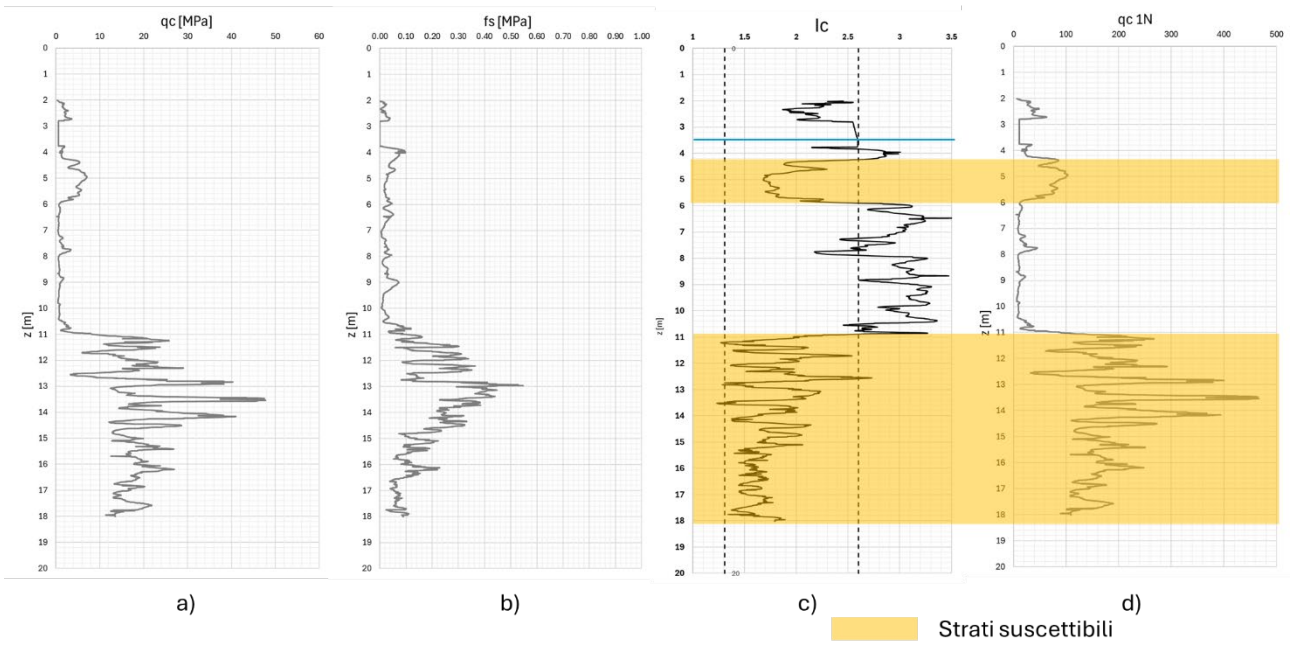


Figura 5-2 – Prova CPTU4 (2024): a) resistenza alla punta q_c, b) resistenza laterale f_s, c) indice di Robertson I_c, d) resistenza alla punta normalizzata q_{c1N}

Per ciascuno strato di terreno suscettibile è stato valutato lo spessore $H_{S,i}$, la profondità del centro dello strato rispetto alla base della fondazione $D_{S,i}$ e calcolato il valore medio di q_{c1N} dello strato. In Tabella 5-3 sono riportati i valori dei parametri per la caratterizzazione del sottosuolo ai fini del calcolo dei cedimenti delle strutture del Polo tecnologico.

Tabella 5-3 Parametri per la caratterizzazione del sottosuolo.

Soil Profile Details	
Low permeability cap present above top susceptible layer?	Yes
Non-susceptible crust thickness (m)	3.5
Maximum continuous thickness of susceptible material in top *B* (m)	9.2
Number of susceptible layers in top *B*	2
Number of non-susceptible layers in top *B*	2
Susceptible Layer Geometry and Density	
Soil profile testing method	CPT
qc1N of layer 1	73.87
Thickness of layer 1, $H_{S,1}$ (m)	1.7
Depth from bottom of foundation to center of layer 1, $D_{S,1}$ (m)	4
qc1N of layer 2	173.38
Thickness of layer 2, $H_{S,2}$ (m)	9.2
Depth from bottom of foundation to center of layer 2, $D_{S,2}$ (m)	14.4

5.3 Calcolo dei Cedimenti

I valori di cedimento ottenuti dall'analisi sono riportati in Tabella 5-4 e Tabella 5-5 e in Figura 5-3 e Figura 5-4. Il valore corrispondente al 84° percentile è pari a 19,87 mm per la centrale tecnologica e pari a 13.83 mm per la zona BHS. In entrambi i casi i cedimenti indotti dalla liquefazione risultano dunque perfettamente tollerabile dalle strutture.

Tabella 5-4 Cedimenti da liquefazione calcolati per la centrale tecnologica.

16th percentile of settlement, S (mm)	5.10
Median value of settlement, S (mm)	10.02
84th percentile of settlement, S (mm)	19.67
Lognormal standard deviation for settlement, σ_{ln}	0.67

Tabella 5-5 Cedimenti da liquefazione calcolati per la zona BHS

16th percentile of settlement, S (mm)	3.59
Median value of settlement, S (mm)	7.05
84th percentile of settlement, S (mm)	13.83
Lognormal standard deviation for settlement, σ_{ln}	0.67

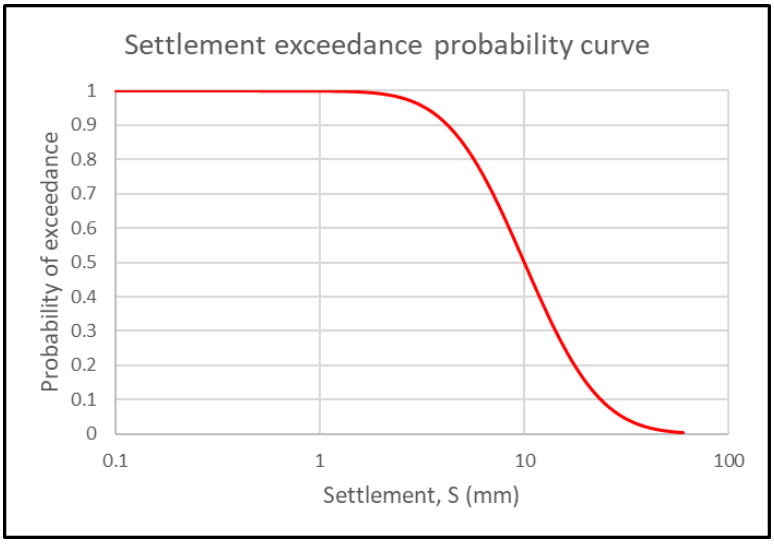


Figura 5-3 – Curva di probabilità cumulata dei cedimenti da liquefazione per la centrale tecnologica

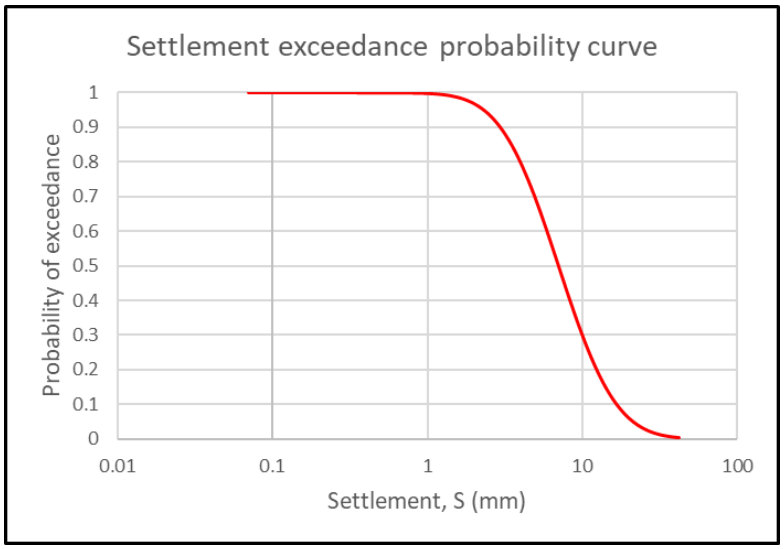


Figura 5-4 – Curva di probabilità cumulata dei cedimenti da liquefazione per la zona BHS

6 Riferimenti bibliografici

Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures." Report No. UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California

Bullock Z., Dashti S., Liel A., Porter K., Karimi Z., Bradley B. Ground-Motion Prediction Equations for Arias Intensity, Cumulative Absolute Velocity, and Peak Incremental Ground Velocity for Rock Sites in Different Tectonic Environments. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2017;107 (5): 2293–2309. doi: https://doi.org/10.1785/0120160388

Bullock Z., Karimi Z., Dashti S., Porter K., Liel A., Franke K.. A Physics-Informed Semi- Empirical Probabilistic Model for the Settlement of Shallow-Founded Structures on Liquefiable Ground. Geotechnique, 2018. [https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.174].

Robertson, P.K., 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 27(1): 151-158.

Robertson, P.K., 2009a. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, 46:1337-1355.